

伊勢湾台風における被害と対策

建設省 土木研究所 細 井 正 延
富 永 正 照
三 井 宏
北海道大学助教授工学博士 岸 力

伊勢湾、渥美湾の沿岸地方一帯は、昨年の伊勢湾台風および昭和28年9月25日の13号台風によつて、大きな高潮被害をうけた。本文はまず13号台風の高潮の状況と海岸堤防の復旧設計とについて述べ、つぎに伊勢湾台風によつて海岸堤防および河川堤防が受けた被害の特性とその復旧対策について述べたものである。

1. 昭和28年13号台風による高潮と海岸堤防の復旧

(1) 高潮の概況

昭和28年の13号台風は9月25日15時に紀伊半島南端に上陸し、18時に伊勢湾々口に近い鳥羽を通過し、時速約56kmで北東に進み、渥美湾を横切つて19時岡崎市に抜けている。伊勢湾台風との相異点は台風進路が伊勢湾々口から渥美湾にあつたことで、そのため高潮被害は進路の右側すなわち渥美湾沿岸に集中し、名古屋地方は進路の左側にはいつたために被害が比較的少なかつた。

図-2に各地の風向、風速および気圧の記録を示す。図-2(a)は進路の右側の地点、図-2(b)は進路の左側の地点の例である。進路の右側では風速の大きい期間の風向がSE~ESEであつたのに対し、進路の左側の地点ではE~WNWであつた。

つぎに図-3に潮位および推算潮位からの潮位偏差を示す。潮位偏差の最大値は鳥羽で18時に記録された1.60mで、その他の地点は1.4m~1.5mであつた。図-2によれば湾内の最低気圧は約970mbで、これによる静的な潮位上昇は約0.4mになる。図-4に湾内各地点の潮位偏差をとりだして示した。これによれば、外海からSE方向の強風によつて、まず伊勢湾内に海水が流入し、その後1~2時間おくれで伊勢湾から渥美湾に海水が流入したと考えられる。また台風が接近した13時から21時まで約8時間にわたつて、伊勢湾、渥美湾ともに湾内の水の総量が、台風到着前に較べてはるかに増加していたことがわかる。湾口を通して多量の海水が流れこんでいたはずであり、湾内の高潮を考える場合には、閉水域内の海水の振動とは異なり、外海から流入する海水量が重要な要

図-1

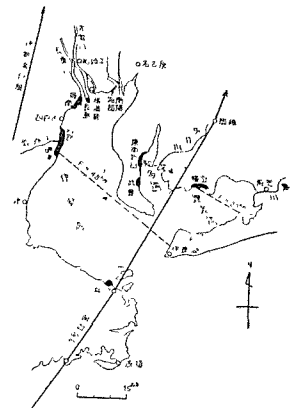


図-2(a₁) 波切の記録

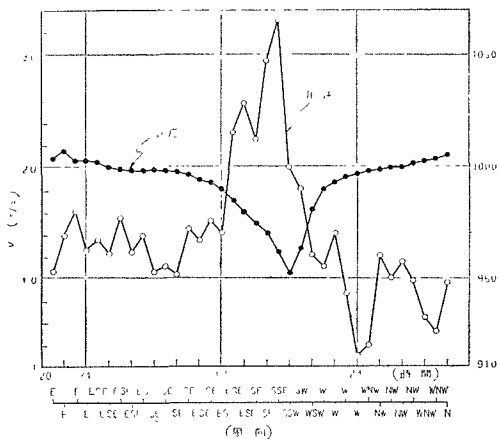


図-2(a₂) 伊良湖の記録

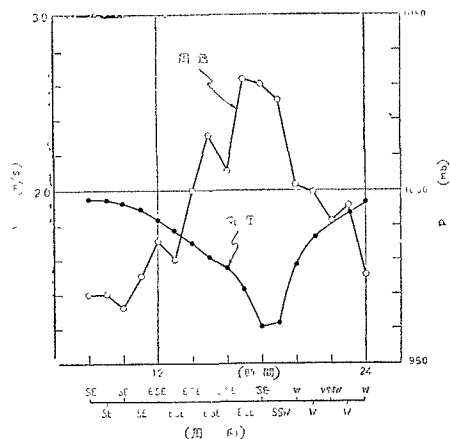


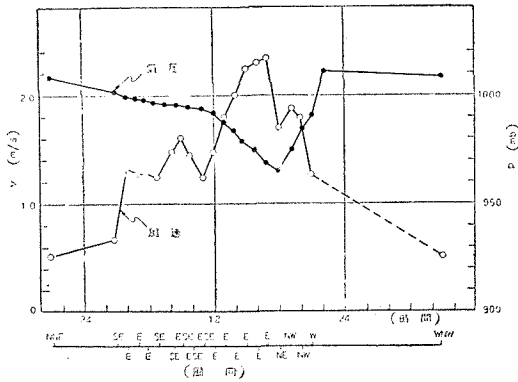
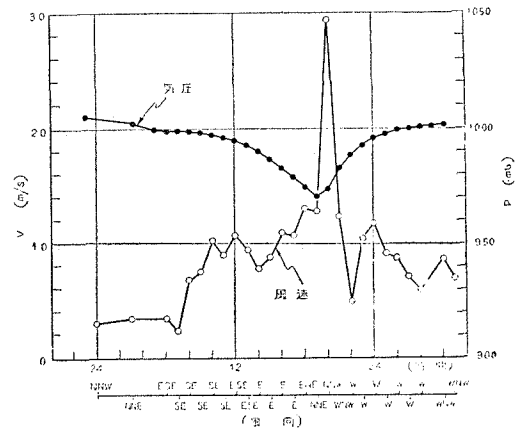
図-2 (b₁) 津の記録図-2 (b₂) 名古屋の記録

図-3 (a) 鳥羽の記録

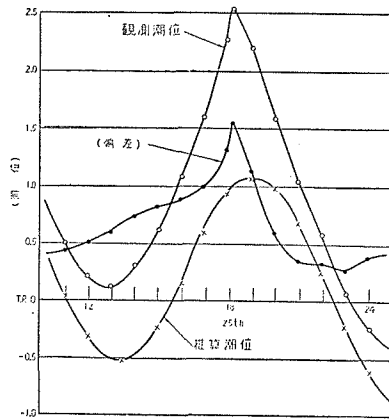


図-3 (b) 名古屋の記録

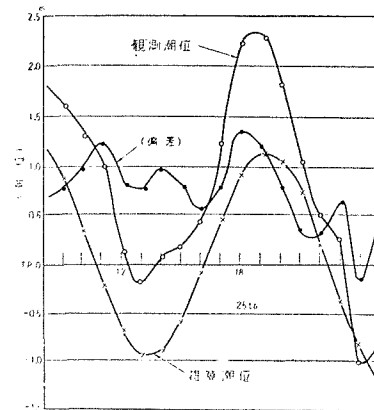


図-3 (c) 前芝の記録

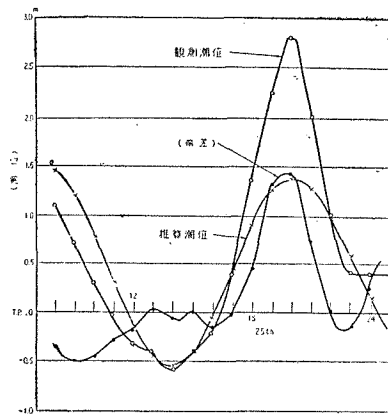
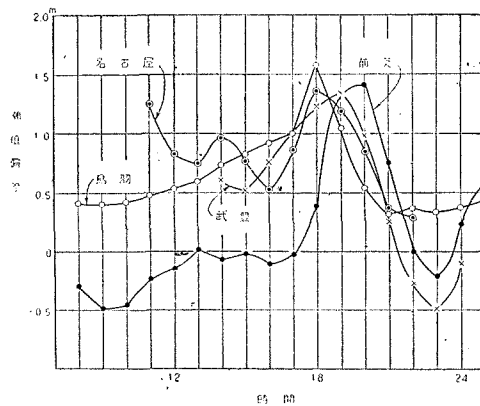


図-4



素であることが明らかである。この現象は伊勢湾台風の場合にもみられた。図-5は伊勢湾台風時に沿岸各地に現われた潮位偏差から、海水の湾内総流入量を計算してプロットしたものである。この図によれば、9時には既に湾内への異常流入があることがわかる。したがってこの時刻には湾口付近の風の吹寄せによる異常流入と、沖にある台風中心付近の擾乱による長波の異常流入があつたことが考えられる。それ以後流入量(累加量)が最大値 45 億 t を示す時刻 21 時頃までは、流入量は指数関数的に増加している。図-6 は湾口近くの伊良湖測候所における SE, SSE, SW 方向の風力成分の変化の状態を表わしているが、湾口の方が SSE~SE であるために、その風

力成分によつて海水が外海から流入したものと考えられる。

(2) 海岸堤防の復旧設計

昭和 28 年当時には、わが国における海岸堤防の設計基準はきまつておらず、設計方法が学界、関係当局の間で論議されている状態であつた。すなわち、当時はまだ浅水域の風波の研究が実用的な段階にまで発展していなかつたので、建設省では風波の研究を進める一方、暫定措置として、既往の各種実験式と Th. Saville の観測結果を比較検討して、波高は Malitor の実験式、週期は S. M. B 法によつて算出することにした³⁾。また海岸堤防に対する波の打上げ高については、堤防のり面こう配が垂直～1:1 程度の場合には、図-7 を用いて定めた。これは建設省土木研究所が、波の打上げ高の実験⁴⁾と浅水最高波の研究結果⁵⁾とをあわせて提案したものである。図-7 から求められる堤高は強風時の越波を完全には阻止しないから、堤防裏のりにも強固な被覆工を設ける必要がある。海岸堤防の被災状況と較べて検討し、復旧設計を行なつた。潮位記録によれば、伊勢湾沿岸の最高潮位は T. P. 2.50 m 前後で、渥美湾は湾奥部がこれよりやや高く前芝では T. P. 2.80 m を記録した。また最高潮位は 18 時～20 時にあらわれた。台風時の湾内の波を推定するために、図-2 の風速記録から E—ESE 方向の風速と吹続時間との関係を求めると表-1 のようになる。伊勢湾、渥美湾各地点の Fetch は長い所で 60

表-1

吹続時間 (hr)	平均風速(m/sec)	
	伊良湖	津
1.0	26.1	23.3
2.0	25.8	23.1
3.0	25.3	22.8
4.0	24.5	22.2
5.0	23.6	21.5
6.0	22.5	18.6

km 程度であり、この Fetch に対する最小吹続時間は S. M. B 法では風速 20～25 m/sec のとき 3.5～4.0 hr となる。したがつて表-1 から、13 号台風時の波は風速 25 m/sec で定常状態にまで発達したものと考えた。

そこで海岸堤防の被災の原因を調べるために、たとえば幡豆海岸に対してつぎのような考察を行なつた。この地区の海岸堤防には 2 種類の型式のものがあつて、第 1 種は高さ T. P. 4.92 m で堤防裏のりまで厚さ約 10 cm のコンクリート被覆が施してあり、また第 2 種は高さ T. P. 4.00 m の土堤で芝の被覆であつた。第 1 種のものは裏小段が洗掘されたが堤体は残つた。第 2 種のものは堤土が流失し破堤した。第 2 種の土堤は堤高が足りず越波されたことが明らかであり、第 1 種の堤防も被覆が不十分と考えられた。幡豆海岸の ESE 方向の Fetch は 20 km であり、波高 $H=1.6$ m、週期 $T=5.0$ sec と推定された。最高潮時の水深は $h=4.4$ m であつたから、図-7 からこの波の堤防への打上げ高は $H_c=2.0$ m となる。潮位が T. P. 2.70 m であるから、打上げ高は T. P. 4.70 m となる。この高さは第 1 種堤防より低く、第 2 種堤防より高い。これで第 1 種堤防が裏のりに洗掘をうけながらも破堤を免れたことおよび第 2 種堤防が越波によつて堤土の流失をきたした原因が説明される。

同様の計算を伊勢湾、渥美湾の沿岸約 200 km にわたつて行ない、被災原因を調査した結果つぎの結論がえられた。

- 1) 堤高が図-7 の打上げ高より低く、裏のりに強固な被覆工がない堤防は被害を免れない。
- 2) 堤高が図-7 の打上げ高程度の場合には、裏のりのコンクリート被覆工の厚さは 10 cm 以上必要である。

図-5

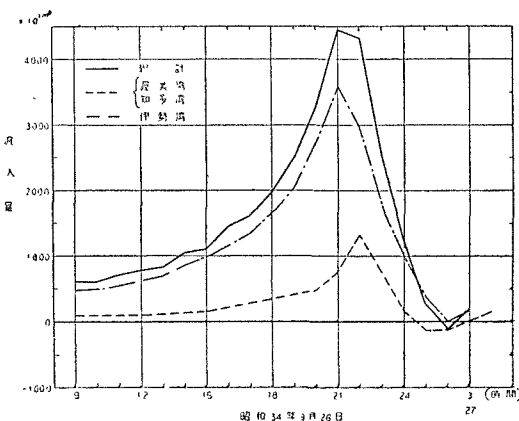


図-6

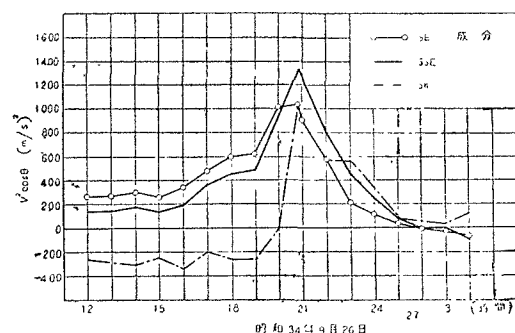
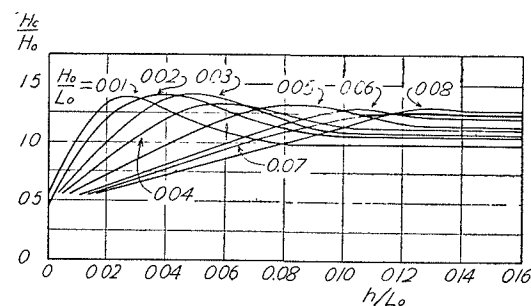


図-7



ど図-10 に示すような築堤式堤防である。表のりは石張り、コンクリートなどで被覆されているが、天端および裏のりは粘土、芝などで簡単に被覆したものが多く、コンクリート、石張りなどを用いてあるものは比較的少ない状態であつた。

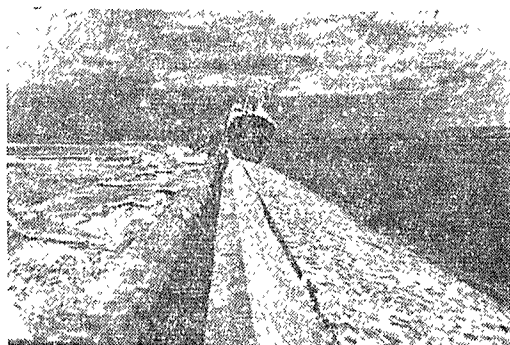
過去におけるいくつかの高潮災害調査（例えば昭和 17 年の周防灘の高潮、昭和 28 年の伊勢湾、知多湾および渥美湾における高潮）によつて、天端および裏のりがコンクリートなどで強固に被覆されていない堤防は、越波、飛沫などによつて容易に堤土が流出し、堤防全体の破壊を招きやすいことが指摘されてきた。今回の災害においてもまったくこのことがあてはまり、越波、飛沫などによる堤土の流出が災害の第一の原因としてあげられる。

表-2 は各海岸における海岸堤防の諸元と伊勢湾台風時の最高潮位、推定波高などを示したものである。この表によると、堤防の天端高と最高潮位との差は長島海岸を除いて大体 1.5~2.5 m である。一方波高は 1.8~3.4 m であるから、波の打上げ高を考慮すれば高潮の最盛時に各地でかなりの越波があつたことが考えられる。

写真-1 は知多湾奥にある半田康衛新田（図-1 参照）の堤防の破壊状況で、天端被覆が未施工であつたために、越波により堤土が流出し、堤防全体の破壊を生じた例である。堤防断面は図-11 のとおりであり、斜線を入れた部分が未施工で、天端高は T.P. 4.9 m であつた。写真-1(a) をみれば、堤土が流出し、裏のり被覆が海側に倒れ、支えを失なつた波返しが陸側に傾いている状態が認められる。写真-1(b) は波返しが転倒している状況を示したもので、今回の災害において至るところで見うけられた現象である。すなわち波返しの重量が大きすぎるため、堤土の流出により支えを失うと不安定となり、波力によつて簡単に倒れる。この堤防では波返しの下に杭が打つてあるが、杭は横力に対する抵抗力が弱いので、写真にみるように十分な効果をあげていない。またこれらの写真を通じて波返しより下の表のりがほとんど無きであることが認められる。このような現象は伊勢湾奥においても一般的にみられたが(写真-1(c))、これは伊勢湾台風時の潮位が計画潮位をかなり上廻つたために波のエネルギーがちょうど波返し附近に集中したことによるものであろう。

長良川河口左岸には長島、右岸には城南という海岸堤防がある。両者の断面形状は図-12 のように大体類似しており、高さだけが約 1 m 異なる。また前面の海底地形もほとんど一致しているので、潮位、波も大体同じと考えられる。しかし写真-2(a) に示すように城南堤防はほとんど全線にわたつて壊滅したにもかかわらず、長島堤防(写真-2(b)) は越波により堤土がかなり流出し、危険な状態になつてはいるが、実際に破堤したのは全長 1.5 km のうち、約 200 m にすぎない。これは堤高による被害状況の差をかなり明瞭に示した一例と考えられる。表-2 によればこの附近の潮位は T.P. 3.5 m、波高 2 m である。のりこう配 1:3、のり先水深 4~5 m、波形こう配 0.05 程度という条件では、波の打上げ高は波高の 1.5 倍程度と考えられる。これらの数値から最大波頂高を計算すると T.P. 6.5 m となる。したがつて

写真-1(a)



(c)



図-11

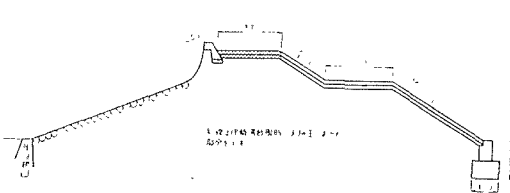
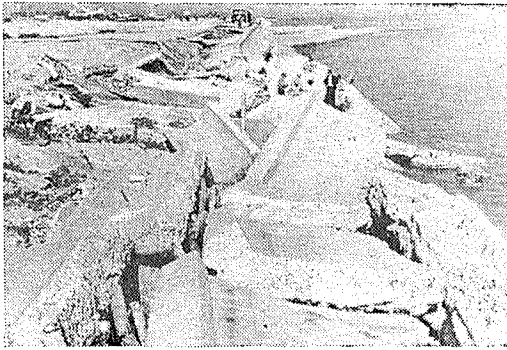
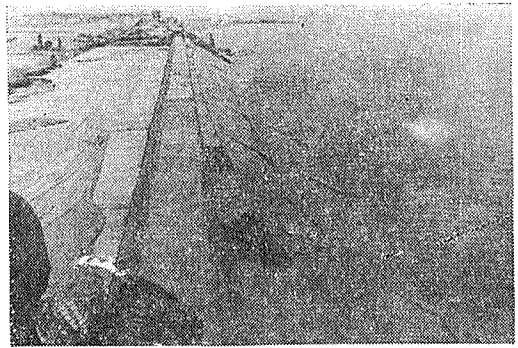


写真-4 (a)



(b)



(c)

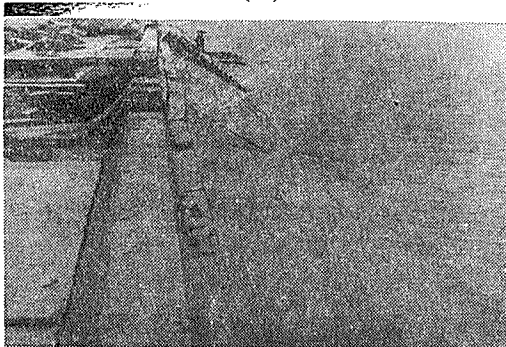
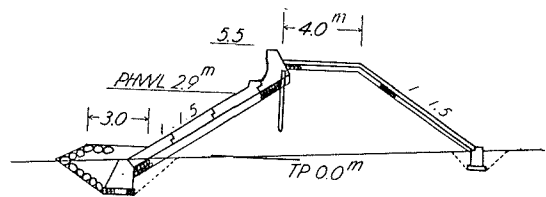


図-14



ートのみが波返しに沿うてせりよつた形となつている。このような点からみて波力のために堤体が振動しているうちに、表のりまたは天端などの弱い部分がしだいに変

形し、構造物の水密性が小さくなるとともに、越波などにより堤体中に入った海水の流動が活発となり、多量の堤土が流出し、ついに堤防全体が破壊するに至つたのではないかと考えられる。潮位は T.P. 3 m であるから、堤防の前面水深は 4 m 位であつたと考えられる。一方波高は 3.4 m であるから、水深と波高との比をとると約 1.2 となる。したがつて波がちょうど破波する条件を備えており、堤体にかかなり大きな波力が作用したことは十分に考えられる。

石原海岸は鈴鹿川河口左岸にあり、潮位、波の状況とも磯津地区とほぼ同様である。したがつて波力も磯津地区と同じ程度であつたと考えられるが、堤防自体は著しい被害を受けなかつた。しかし写真-5 をみればわかるように、波返しと石張り被覆との境界にはつきりしたずれがあり、相当な波力を受けたことを示している。しかし背後の地盤高が T.P. 2 m 位でかなり高いので波力に対する抵抗力が大きく、大きな被災をまぬがれたのではないかと考えられる。

現在までのところ波力の研究はほとんど防波堤について行なわれ、海岸堤防に適用し得る公式がない状態である。そのため堤防の設計は経験的に行なわれ、力学的計算はほとんどなされていない。磯津海岸における堤防の被災は波力の強大

な破壊力を十分に示したもので、今後この点について十分に研究しなければならない。

写真-6 は天端および裏のり被覆の災害例

で、長島海岸堤防の裏のりの崩壊状況を示したものである。この堤防は長島海岸のうち木曾川河口に近いところにあり、図-12 (a) のように天端がコンクリートブロック、裏のりが石張りで被覆されている。しかし裏のり被覆はのりの中央付近までしか施工されておらず、基礎も不十分のようであつた。このような状態では天端をこ

写真-5

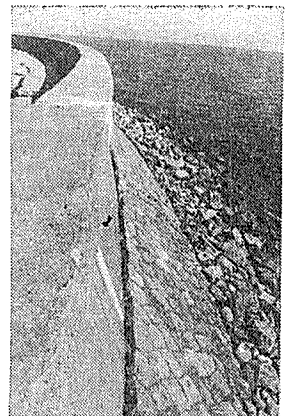
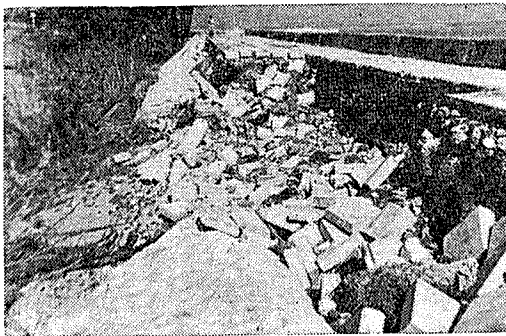


写真-6 (a)



えてきた海水により基礎が洗掘され、また堤体が海水を含んで滑りやすくなれば、写真—6 (b) に示すように基礎が前にはらみだし、ついに裏のり全体が写真—6 (c) のように滑り落ちる。今度の災害では潮位が高く、越波が多かつたので、天端および裏のり被覆にこのような災害を受けた例がかなり見られた。ここにあげた例は裏のりの途中までしか被覆されていないというところに悪い例であるが、のり全体をコンクリートなどで被覆したものでも、一般に基礎が弱く、これが災害の原因をなしていた例がみられた。

災害後の復旧堤防については、伊勢湾台風および 13 号台風の際に生じた最高潮位を計画潮位にとり、波高は別に述べたように、伊勢湾台風の時に起こった各地の風速、風向を用い、海底摩擦による波高の減衰を考慮した Bretschneider の方法を用いて算定し、さらに打上げ高を加えて各地の堤防高を決定した (図—9 参照)。また堤防の断面は図—15 に示すように築堤式であつて、前記の災害の状況を十分に考慮してきめたものであるが、設計にあつてとくに問題とした点はずぎのとおりである。

- (i) 波返しはできるだけ軽量にし、鉄筋をいれて波圧および土圧に耐えられるようにした。
- (ii) 海水の揚圧力に備えて表法被覆工と基礎ブロックとを鉄筋で連絡した。
- (iii) 基礎ブロックの先端に矢板を打つて堤内の海水の流動をおさえ、表法被覆工の下部に空洞のできることを防止した。
- (iv) 天端および裏法被覆を盛土後に直ちに施工するため、パイプロ・フローテーション工法によつて堤土を十分に締め固め、堤体の沈下を最小限に押えるようにした。
- (v) 裏法の基礎にも矢板を用いて浸透水の流出をおさえ、堤土の流出を防止した。
- (vi) 裏法尻の基礎の横抵抗をますために、基礎が直接潮遊びなどの水路に接しないようにした。
- (vii) 裏法被覆の下部に透水コンクリート (水だけが抜けて土砂が流出しない多孔質のコンクリート) を用いて、浸透水による揚圧力の減少をはかつた。

(2) 河川堤防の被害と対策

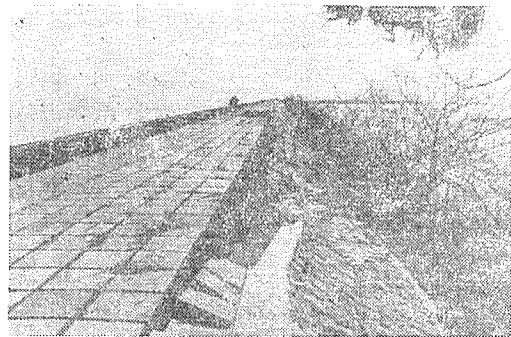
高潮の朔上は各流入河川の中でも認められたが、一例として伊勢湾奥に流入する木曽川の場合を示すと図—16 のようである。すなわち、高潮が河川に浸入するにしたがつて潮位は上昇しているように見うけられる。このことは長年、揖斐、新川において実測された結果によつても認められる。河川内の潮位の上昇割合は、主として風によるせん断力に関係があると考えられるので、木曽川について調べてみると、横満蔵、船頭平量水標の水位差と桑名の風速の二乗との関係は図—17 のようになる。

この関係は非常によい相関を示しているので、今後さらに検討する必要があると思われるが、河川内の潮位を推定する有力な手がかりになるとと思われる。ただし木曽川は河川の方が上流へ向かつてほぼ NNW であつて、ちょうど風の方向と一致しているために上記のような風のせん断力の影響が強く現われたのであろうから、河川の方と風の方向とが非常に異なつていような場合には上記のような現象は必ずしも現われないものと思われる。また木曽川の場合には最高潮位以前の雨量が少なく、上流よりの流出量の影響はほとんどなかつたものと考えてよい。

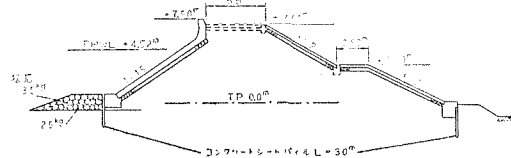
写真—6 (b)



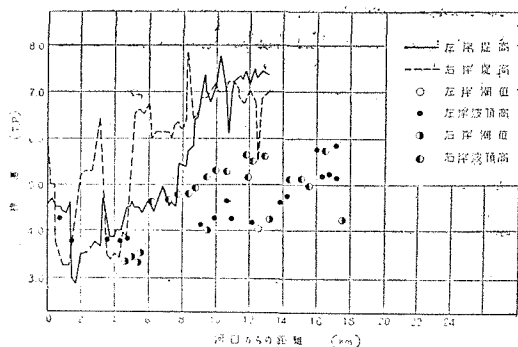
(c)



図—15



図—16



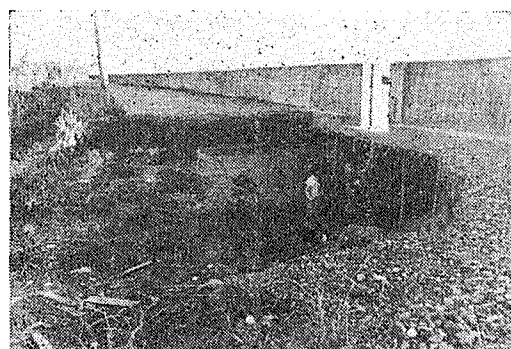
河口および下流における河川堤防の高さ、構造を設計する場合に、従来は波浪をほとんど考慮していないのであるが、伊勢湾台風の際には河口部および下流部の河川堤防が波のために欠壊したり、また堤防上を越波して破堤した例が非常に多い。河川内の波が海岸における波と異なる点は、一般に水深が小さく、河道が屈曲しているため、発生する波は海岸のそれに較べて小さいということである。また河口部では海岸の波があまり減衰しないで浸入してくることが多いのであるが、河口巾があまり広くない場合においては、波が堤防に沿って進行するのが普通であるから、海岸堤防のように大きな波が直角に衝突して打ち上げるといふ現象はあまりないと思われる。

河川堤防と海岸堤防との構造的相違点は、主として被覆工の程度である。すなわち一般に河川堤防の表のりは計画高水位まで石張りまたはコンクリート張りの護岸を施し、計画高水位以上の表のりと裏のりは芝張りである。

写真—7

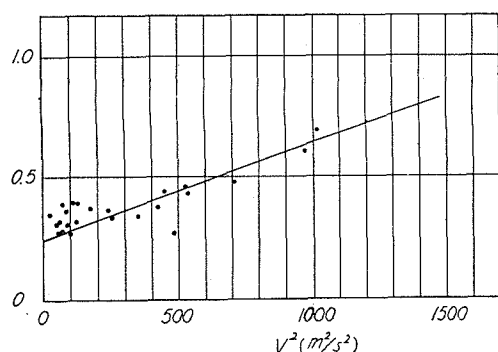


写真—8



つても、高潮時のように水深が大きくしかも来襲する波が大きい場合には、河口から上流へある区間だけは波高、波力を考慮して堤防高や堤体の構造をきめることが必要である。波が河口から河川内へ浸入する際に、波向が河川堤防に並行であれば波は堤防に衝突しないから波の打上げ高は考えなくてよいのであるが、波向が河川堤防に対して斜めの場合とか、上記のように並行に浸入してきても河川内を大きな風速の風が堤防法線に斜めに吹く場合には、波が堤防に衝突するのでかなり高く打ち上げられることがある。また沖から河口に向かって伝播してくる波の方向別の波高の大きさは、対岸距離や屈折の関係からおのずからきまってくる。すなわち図—18に示すように、湾の入口からAの方向に伝播する場合には対岸距離が大きく、かつ海底地形による屈折の影響がないから、河川内に浸入する波の高さは大きい。しかし波向は河川堤防に並行であるから、波の衝突は生じないの

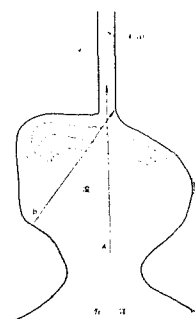
図—17



伊勢湾台風の際に生じた河川堤防の災害原因を大別すると、波力によるものと溢流によるもの（越波を含む）との二つが考えられる。写真—7は天作川右岸の河口より0～2kmの地点の堤防の被災状況である。堤防の表のり面上部、裏のり被覆が芝で、台風最盛時刻の波が堤防法線に若干の直角方向成分をもつて浸入してきたために、波力によつて表のりの芝の個所が崩落したのである。つぎに写真—8は鍋田川左岸の堤防の被災状況を示すものである。この地点はパラベットには幅1.2mの通行用の開口部を一定間隔に設けてある。高潮時には角落してこの開口部をふさぐ設計であつたが、波力により角落しが流されたのか、またはふさがり忘れたのかはわからないが、開口部から海水が溢流し、裏のり肩から堤防が崩壊している。以上のほかに普通の河川洪水にみられるように、堤防の漏水によつてのり面が欠壊したものと推察される例が所々にあつた。また河口において、海岸堤防と河川堤防の接続点が被災した個所が非常に多かつた。これは、河川堤防の高さが海岸堤防より急に低くなつていたり、また河川堤防の構造特に被覆の状態が急に悪くなつていたために、接続点の河川堤防が破壊したわけである。

以上のような河川堤防の被災状態から考えて、河川の中であ

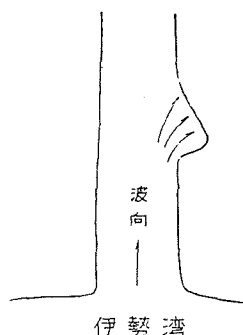
図—18



で、ただ波頂高だけを考慮すればよい。波がBの方向から進んでくる場合には、対岸距離はAの場合より小さく、また屈折の影響によつて河川内にはいる波の高さはAよりも小さい。しかし波が河川堤防に斜めに衝突するので波の打上げがおこる。したがつてこの場合の打上げ高とAの場合の波頂高とを比較していずれか高い方を堤高決定の基準にとらねばならない。すなわち波向が河川堤防に対して斜めになればなるほど波高自体は小さくなるが、打上げ現象が大きくなるから、いろいろの場合について比較検討して合理的な堤防高をきめることが必要である。つぎに河川内に浸入した波は河床摩擦の影響をうけるので、上流へ伝播するにしたがつて波高が減少するのが普通であるが、波の進行方向と同じ方向の強い風が吹いている場合には必ずしも波高は減少しない。したがつて波高、波向、河道の方向、水深、河巾、風等の関係によつて河道中でどの程度の波を考慮せねばならないかがきまつてくるわけである。また河道が湾曲していたり、河巾が急激に変化していたり、大きな中州があるような場合には、波が収斂、発散または反射して波高がかなり変化することがある。鍋田川の堤防、とくに左岸の堤防法線は図一19に示すように所々ふくらんでいて、そのために波が堤防に衝突して越波を生じ、その個所が全て破堤をした。海岸堤防の屈曲についても同じことがいえるのであるが、伊勢湾台風の際に屈曲点が被害を受けた例が非常に多い。

木曽川、長良川、鈴鹿川、天作川、豊川等においては、上記の考え方に基づいて堤高、構造を検討して堤防の設計を行なつたのであるが、さらに上記のいろいろの問題点を詳細に解明するために、現在建設省土木研究所では大型の平面水槽を用いて模型水理実験を行なつてゐる。

図一19



参 考 文 献

- 1) 佐藤清一、岸力：海岸堤防に関する研究(6)一海岸堤防の機能設計について、建設省土木研究所報告94号、1954年9月。
- 2) T. KISHI: The possible highest gravity waves in shallow water, Coastal Engineering in Japan, vol. 2, 1959.
- 3) 岸力：海岸の波浪について、海岸工学講演会講演集、1955年11月。
- 4) 福岡正巳、吉川秀夫：伊勢湾台風による災害を見て、土木技術資料、昭和35年2月。